

II-116 河口樋門を有する低平地河川の排水について

名古屋大学 工学部 正員 足立昭平
 “ “ “ 伊藤紘慶
 “ “ “ ○ 織田重和

干拓によつて陸地化された低平地の排水は、外水条件として、海城の高潮および河川の洪水に制約される。とくに、高潮の脅威が大きいところでは海城の条件に強く支配され、中小河川の場合は河口樋門を設けて、河川堤防と海岸堤防とを連続するのが通例である。河口樋門は、当然河川洪水流量を透水できるように設計されるわけであるが、樋門の操作は海城の潮位に支配されるから、高潮時には透水不能であつて内水貯留に頼ることになる。したがつて、流域の土地利用形態が変貌するにつれて、河口樋門の排水機能が問題視されるようになる。この問題に対する考え方は2通りあつて、その一つは、流域貯留の減少を排水能力の増強で切り取りようとするものであり、一方は、河口樋門の排水能力の増強よりも、流域貯留の確保に努めようとするものである。前者の立場からは、樋門の改修あるいは大容量のポンプの併設が考えられるが、樋門改修は低潮時の排水量を増大させても、高潮時の排水には自ずから限界があり、ポンプ排水は大容量になるほど管理面あるいは稼働効率に難題を生ずる。後者の立場からは、流域内水路、遊水池の系統的配置による内水貯留機能の分散を計ることが考えられる。筆者らは、低平地排水の基本的発想としては後者の立場を強調したいと考える者であるが、そのためには、まず河口樋門の排水能力に見合う内水貯留の算定法を明らかにしなければならぬ。本報告は、その手始めとして、二つした低平地河川の一例である日光川をとりあげ、河口樋門排水限界に関する試算について述べたものである。

日光川は、流域面積約300 km²、本川延長約30 km、最高標高30 m余の低平地河川である。流域をモデル化して示せば、図1のようであつて、ポンプ排水区域が全流域面積の丁度1/2を占め、自然排水区域からの雨水流出流量 Q_0 はポンプ排水区域を縦貫する10 kmの河道を通過して河口遊水池に導かれる。ポンプ排水区域の大部分は、300年末の干拓事業によつて造成されたものであり、排水路はいくつかの系統に分かれるが、その総排水量 Q_p は河口遊水池へ直接排出されると見てよい。

いま、河口遊水池およびそれに連なる河道の水面積 A の水位変動が水面勾配を一定に保つたまま行なわれるものとするれば、河口遊水池の水位変動は次式で与えられる。

$$(1) \quad A \frac{dh}{dt} = Q_0 + Q_p - Q_0$$

ここに、 h は河口樋門内水位（水深）であり、 Q_0 は樋門流量である。

Q_0 は樋門の内外水位差に決定づけられるが、流出の際の断面急流による損失水頭が、樋門通過の流の速度水頭に等しいと仮定すれば、

$$(2) \quad Q_0 = Bh \sqrt{2g(h-h_0)}$$

で与えられることになる。ここに、 B は樋門の開口幅であり、 h_0 は樋門敷高から測つた海城の潮位である。潮位は半日潮が主要な変動と考えられるから、単弦振動と見なして、周期 T 、振幅 a 、平均潮位 D とすれば

$$(3) \quad h_0 = D + a \cos\left(\frac{2\pi t}{T}\right)$$

である。さらに、水深および時間を無次元変数

$$(4) \quad \eta = (h-h_0)/D \quad \text{および} \quad \tau = t/T$$

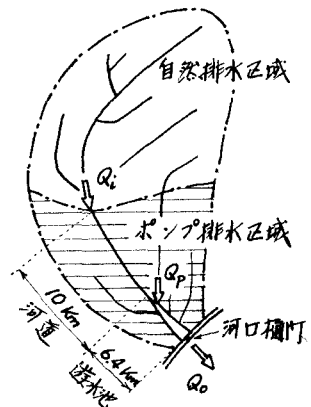


図1. 流域模型図

に置き代えておけば、式(1)は

$$(5) \quad \frac{d\eta}{dt} = \alpha + 2\pi\gamma \sin(2\pi t) - \beta \{1 + \gamma \cos(2\pi t) + \eta\} \sqrt{\eta}$$

となる。ここで、 $\alpha = (Q_i + Q_0)T/AD$ 、 $\beta = B\sqrt{2gD}T/A$ 、 $\gamma = a/D$ である。

日光川の場合、 $A = 3.23 \text{ km}^2$ 、 $B = 87 \text{ m}$ 、 $D = 4.5 \text{ m}$ と見なされるから、半日潮 $T = 12 \text{ hr}$ については $\beta = 10.9$ である。図2は、 $\gamma = 0.2$ 、すなわち $a = 0.9 \text{ m}$ の大潮に対する式(5)の計算例であり、 $\alpha = 1.34, \dots, 0.37$ の各値はそれぞれ $(Q_i + Q_0) = 125, 200, 250, 300, 350, 400$ および $450 \text{ m}^3/\text{s}$ に対応する。横軸 $t = 0, 1.0$ が満潮時刻、 $t = 0.5, 1.5$ が干潮時刻をあらわし、この計算例においては、初期条件を $t = 0$ で $\eta = 0$ としているが、 η の位相は初期条件、つまり、樋門の前操作にほとんど影響されないことが注目される。また、 η の値がかなり小さいものであることから、この計算例の範囲では、樋門の内水位変動は、外水位の変動によく追従することがわかる。これらの η の変化を日光川河口樋門における内外水位変動の数値として図示すれば、図3のようであり、結局総排水流量値に対応する内水位の上昇は、11月の場合、樋門が閉じられている間の水位上昇で決まってしまうと考えることができる。すなわち、概算的には、完全貯留の際の内水位上昇勾配で外水位漲潮曲線に接線を引き、その直線と外水位落潮曲線との交点の内水位最高水位を与えたと考えてよい。

なお、 $\gamma = 0.1$ 、すなわち $a = 0.45 \text{ m}$ の小潮に対する内水位曲線の計算例は図4に示すようであり、流量が小さい場合には、小潮時の内水位の方が大潮時のそれを上回ることもあるが、流量が大きくなれば、大潮時の内水位の方がずつと高く、洪水時の排水問題に対しては、大潮を外水条件とすればよいことがわかる。

日光川の場合、河口遊水池の背水は自然排水区域の河道上まで及び、現況の河川堤防では Q_i の限界値は樋門内水位 T.P. 1.34 m に対して $250 \text{ m}^3/\text{s}$ の程度と推算される。したがって、図3の大潮に対してポンプ排水区域の排水流量 Q_p は $(250 \text{ m}^3/\text{s} - Q_i)$ にあてねばならぬことになる。

以上、河口樋門の排水機能について、総排水流量と外水位の条件に対応する内水位の試算法を述べたが、日光川流域の場合、100年確率降雨に対する流出が $900 \text{ m}^3/\text{s}$ にも達するとされており、上記の現況における許容流量が堤防改修によって若干の修正は可能としても、内水貯留機能の確保が必然であり、その系統的な検討が今後の重要な課題と見られる。

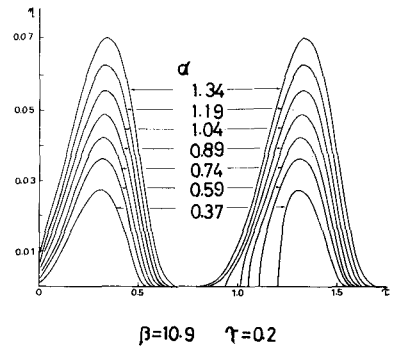


図2. η (樋門水位差) の計算例

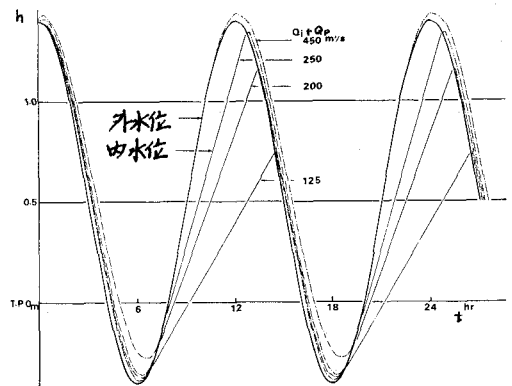


図3. 大潮時の樋門内外水位変動曲線

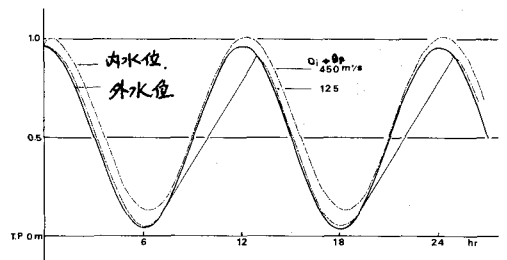


図4. 小潮時の樋門内外水位変動曲線